GeoTerva

Лекция по геотехнике · Подпорные стены

Стена из механически стабилизированного грунта (MSE)

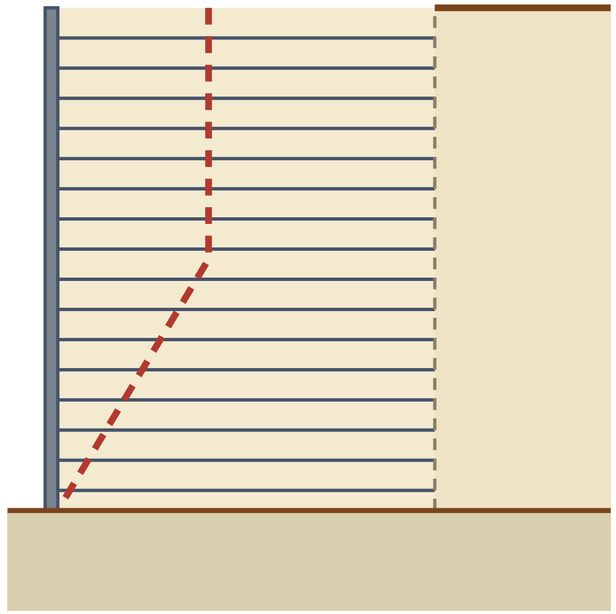
Лекция: внутренняя устойчивость (разрыв, выдергивание), внешняя устойчивость (опрокидывание, сдвиг, несущая способность) и проверка на сейсмическое воздействие стены из армированного грунта; по каждой теме — пример расчёта.

Армированный грунт

Разрыв · выдергивание

Опрокидывание · сдвиг · несущая способность

Землетрясение



Что мы изучим на этой лекции?

Принцип работы армированного грунта: давление грунта нагружает арматуру растяжением, трение между ними удерживает их вместе; лицевая облицовка лишь удерживает грунт

Внутренняя устойчивость: растягивающее усилие на каждом уровне $T = \sigma'_h S_V S_H$, **разрыв** (с учётом припуска на коррозию), **выдергивание** (эффективная длина за поверхностью обрушения)

Поверхность разрушения (билинейная или призма Rankine) и отношение K_r/K_a: при жёсткой арматуре боковое напряжение вверху больше, чем по Rankine

Внешняя устойчивость: армированный блок L × H работает как гравитационная стена; опрокидывание, эксцентриситет (L/6), сдвиг и несущая способность (эффективная ширина по Meyerhof)

Почему **временная пригрузка** оказывает только нагружающее действие, влияние **землетрясения** на блок, равнодействующую давления и уровни армирования

Как исправить неудовлетворительное проектное решение: длина армирующих элементов, тип армирующих элементов

ХОД ЛЕКЦИИ

Каждая тема излагается **в три шага**:

1 · **Теория**: в чём правило и почему оно таково?

2 · **Условие**: дано и требуется определить

3 · **Решение**: пошагово, с числами

Пример стены: H = 10 m, оцинкованные стальные полосы 75 × 6 mm (f_y = 240 MPa), L = 7.5 m, S_V = 0.6 m, S_H = 1.0 m; засыпка γ = 16.5 kN/m³, φ' = 36°; грунт основания φ' = 28°, c' = 50 kPa. Усилия приведены на 1 m стены (на одну полосу).

Что делает и что проверяется?

ТЕОРИЯ

Грунтовая стена сама по себе держится лишь при угле естественного откоса. Если при укладке в засыпку ввести тонкие **растягиваемые элементы** (оцинкованные стальные ленты, геотекстиль, георешётку), грунт воспринимает сжатие, армирование — растяжение, а обе части соединяет **трение**. Лицевая облицовка (бетонные панели, блоки или обёртывание армирующего материала) удерживает грунт внутри и другой нагрузки не воспринимает.

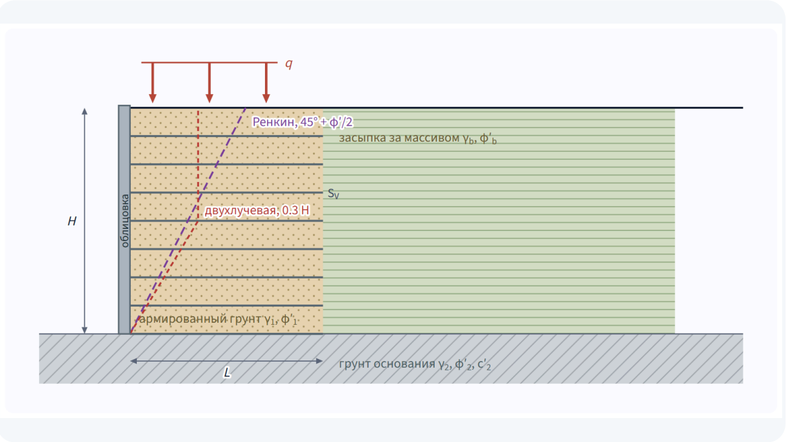
Внутренняя устойчивость: каждый ярус армирования должен воспринимать растягивающее усилие (1) **без разрыва**, (2) **без выдергивания** за поверхностью обрушения, (3) **без разрыва** у лицевой панели (соединение).

Внешняя устойчивость: армированный блок шириной L и высотой H является **гравитационной подпорной стеной**: он не должен опрокидываться под действием давления засыпки за ним и сдвигаться по подошве, а грунт основания должен выдерживать его нагрузку.

Землетрясение: две группы проверок вновь, с учётом динамического распора + блока и инерции эффективной зоны (требуемые коэффициенты запаса составляют 75% от статических).

Засыпка должна быть свободно дренирующей зернистой (несвязной) средой; **общая устойчивость** (поверхность скольжения, проходящая через основание, или составная поверхность скольжения) выходит за рамки данного модуля.

Два метода: подход **Rankine** из источника и **упрощённый метод** программы (FHWA/AASHTO) (метод, с которого открывается модуль).



Вертикальное и боковое напряжение, отношение K_r/K_a

ТЕОРИЯ

z — глубина от верха стены, γ_1, φ'_1 — удельный вес и угол внутреннего трения армированной засыпки. Засыпка находится в активном состоянии:

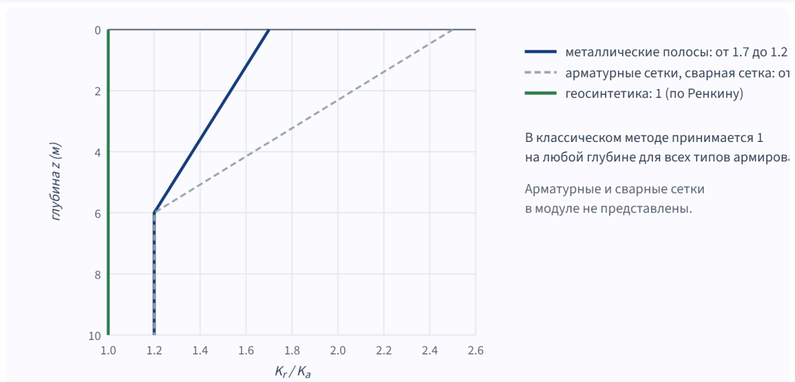
$$\sigma'_v = \gamma_1 z + q_D + q_L \qquad \sigma'_h = K_r\,(\gamma_1 z + q_D + q_L) \qquad K_a = \tan^2\!\left(45^\circ - \frac{\varphi'_1}{2}\right)$$

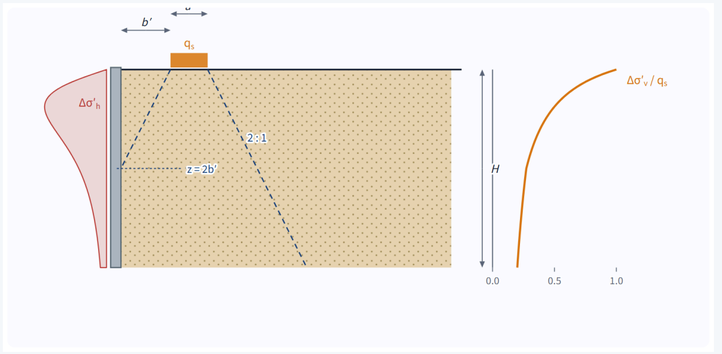
Жёсткое (нерастяжимое) армирование — стальные полосы — удерживает засыпку в верхней части **более жёстко**, чем в состоянии Rankine; в упрощённом методе K_r/K_a принимается в зависимости от типа армирования:

отсеки: $\dfrac{K_r}{K_a} = 1.7 - 0.5\dfrac{z}{6}$ $(z \le 6\ \text{m})$, 1.2 под геосинтетика: $\dfrac{K_r}{K_a} = 1$

Равномерная пригрузка увеличивает вертикальное напряжение на любой глубине на q, а через K_r увеличивает и боковое напряжение. **Временная** пригрузка (q_L) нагружает, но **не удерживает**: она не входит ни в вес, участвующий в опрокидывании и сдвиге, ни в вертикальное напряжение, удерживающее от выдергивания (в запас).

Полосовая нагрузка (Laba–Kennedy): вертикальное напряжение распределяется как 2:1, боковое давление — упругое решение для жёсткой стены (M = 1.4 → 1).





Условие

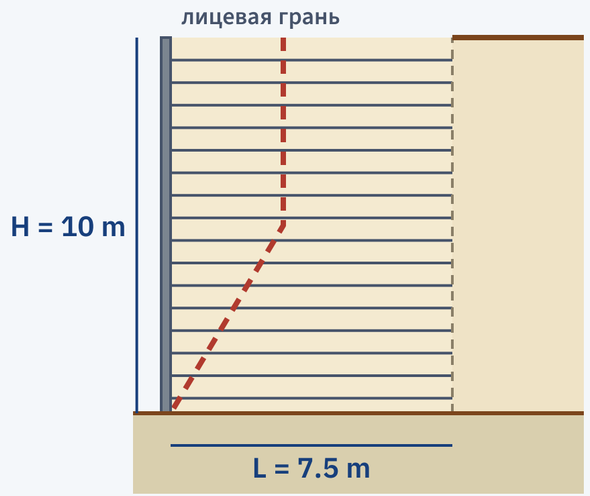
ПРИМЕР

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

K_a, K_r/K_a, σ'_v и σ'_h на каждой глубине; где находится наибольшее боковое напряжение?

Дано

Насыпной грунт	$\gamma_1 = 16.5$ kN/m^3, $\varphi'_1 = 36°$; **стальные полосы; упрощённый метод; пригрузки нет**
Глубины	$z = 0.6;\ 3.0;\ 6.0$ **и** 10.0 **m (подошва)**



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Коэффициент активного давления

$$K_a = \tan^2(45^\circ - 18^\circ) = \mathbf{0.2596}$$

2 На каждой глубине ($K_r/K_a = 1.7 - 0.5z/6$, $z \le 6$ m; глубже 6 m — 1.2)

z (m)	$\sigma'_v = 16.5z$ (kPa)	K_r/K_a	K_r	$\sigma'_h = K_r\sigma'_v$ (kPa)
0.6	9.9	1.65	0.4284	4.24
3.0	49.5	1.45	0.3764	18.63
6.0	99.0	1.20	0.3115	30.84
10.0	165.0	1.20	0.3115	51.40

Нижний уровень: σ'_v = **165 kPa**, $K_r = 1.2K_a$ = 0.3115, σ'_h = **51.4 kPa**. На верхнем уровне (z = 0.6 m) K_r/K_a = 1.65: в 1.65 раза больше значения по Rankine. σ'_h возрастает с глубиной; наибольшее боковое напряжение (и растяжение) — внизу.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Эффективная длина $L_e = L - L_a$

ТЕОРИЯ

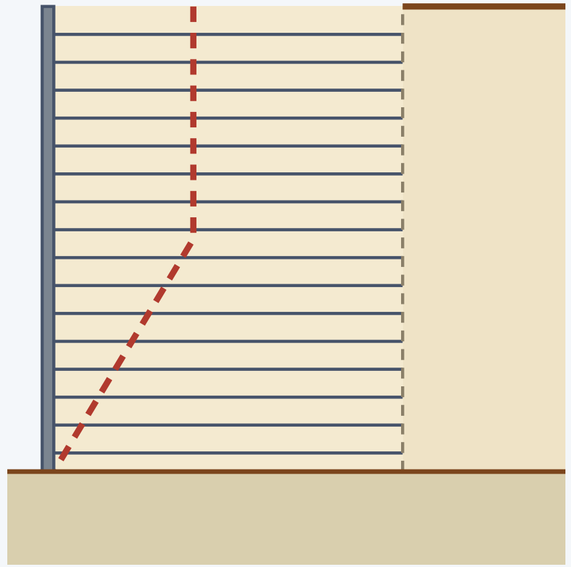
Армирование работает там, где засыпка иначе обрушилась бы. **Часть каждого яруса армирования в пределах зоны обрушения** (между лицевой облицовкой и поверхностью обрушения) перемещается вместе со скользящим грунтом и не удерживает; анкерует ярус только **часть за поверхностью**: активная длина L_a и эффективная длина $L_e = L - L_a$.

Rankine: $L_a = \dfrac{H - z}{\tan(45^\circ + \varphi'_1/2)}$ билинейная: $L_a = 0.3H\ (z \le H/2),\ \ L_a = 0.6(H - z)\ (z > H/2)$

Источник для каждого армирующего элемента принимает призму Rankine, начинающуюся от переднего конца (под углом 45° + φ′$_1$/2 к горизонту): при φ′ = 36° — 5.1 m от лицевой грани в верхней части стены высотой 10 m.

При жёсткой (стальные полосы) арматуре измерения показывают, что поверхность максимального растяжения расположена гораздо ближе к лицевой грани: на практике принимается **билинейная** поверхность — в верхней половине вертикальная на расстоянии 0.3H от лицевой грани, далее прямая до пятки. Для геосинтетики сохраняется поверхность по Rankine.

В упрощённом методе модуля для стальной полосы принимается билинейная поверхность, для геосинтетики — поверхность Rankine; метод источника в обоих случаях — Rankine.



Красный пунктир: билинейная поверхность обрушения (полоса). Призма Rankine начинается на расстоянии 5.1 m от лицевой грани.

Условие

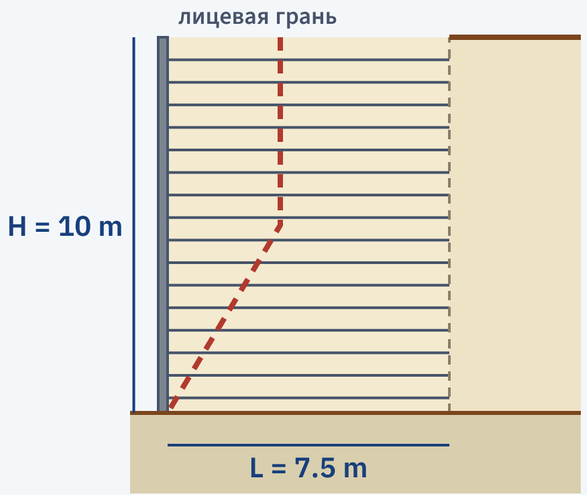
ПРИМЕР

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

На каждой глубине $\mathbf{L_a}$ (билинейная схема и Rankine) и $\mathbf{L_e}$ при билинейной поверхности.

Дано

Стена	$H = 10$ **m,** $L = 7.5$ **m, стальные полосы;** $\varphi'_1 = 36^\circ$
Глубины	$z = 0;\ 0.6;\ 3;\ 5;\ 6;\ 9.4$ **m**



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Билинейная схема: при z ≤ 5 m — 0.3H = 3.00 m; при z > 5 m — 0.6(H − z). Rankine: (H − z)/tan63° = (H − z)/1.963

z (m)	L_a по билинейной схеме (m)	$L_e = 7.5 - L_a$ (m)	L_a Rankine (m)	L_e Rankine (m)
0.0	3.00	4.50	5.10	2.40
0.6	3.00	4.50	4.79	2.71
3.0	3.00	4.50	3.57	3.93
5.0	3.00	4.50	2.55	4.95
6.0	2.40	5.10	2.04	5.46
9.4	0.36	7.14	0.31	7.19

Билинейная поверхность на верхних уровнях ближе к лицевой грани, чем поверхность по Rankine (z = 0.6 m: L_a = 3.00 m, Rankine 4.79 m); поэтому **эффективная длина больше** (4.50 m, Rankine 2.71 m). Верхние уровни, в свою очередь, воспринимают растягивающее усилие в K_r/K_a раз большее (Пример 4).

Проверить решение в GeoTerva ↗

Растягивающее усилие яруса и несущая способность армирующего элемента

ТЕОРИЯ

Каждый уровень воспринимает боковое напряжение засыпки в пределах ограниченной **высоты влияния** (S_V), которая заключена между серединами высот соседних уровней. Полоса удерживает засыпку шириной, равной горизонтальному шагу S_H; поскольку слой и георешётка непрерывны, растягивающее усилие приводится на 1 m стены:

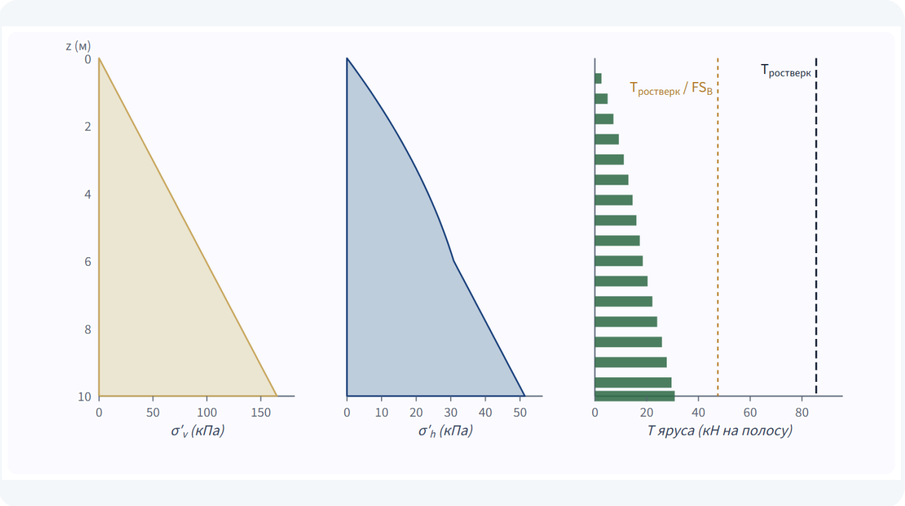
$$T = \sigma'_h S_V S_H \quad \text{(на одну полосу)} \qquad T = \sigma'_h S_V \quad \text{(на 1 m стены)}$$

Полоса (ширина w, толщина t, предел текучести f_y): оцинкованная сталь в засыпке корродирует со скоростью 0.025–0.050 mm в год; за расчётный срок службы n толщина уменьшается на r n:

$$t_{eff} = t - rn \qquad T_{diameter} = w\, t_{eff}\, f_y \qquad FS_B = \frac{T_{diameter}}{T} \qquad t_{req} = \frac{FS_B T_{max}}{w\, f_y} + rn$$

Геосинтетика: длительная прочность равна предельной прочности на растяжение, делённой на коэффициенты повреждения, ползучести и деградации; сетка не всегда покрывает всю площадь в плане (C_r):

$$T_{all} = \frac{T_{ult}}{RF_{id}\, RF_{cr}\, RF_{cbd}} \qquad FS_B = \frac{T_{all} C_r}{T} \qquad S_{V,req} = \frac{T_{all} C_r}{\sigma'_h(H)\, FS_B}$$



Условие

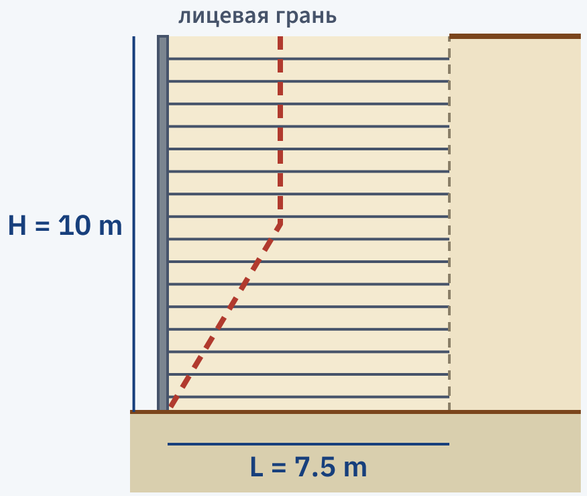
ПРИМЕР

Дано

Полоса	установлены 75 × 6 mm; $f_y = 240$ MPa; коррозия 0.025 mm в год, расчётный срок службы 50 лет; $S_V = 0.6$ m, $S_H = 1.0$ m
Требуемый	$FS_B \geq 1.8$ (применение: 0.55 f_y для корродированного сечения)

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Наибольшее растяжение T_{max} (на одну полосу); T_{cap}, FS_B; требуемая толщина t_{req}.



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Наибольшее растяжение находится на уровне основания (z = 10 m; σ'_h = 51.40 kPa)

$$T_{max} = \sigma'_h S_V S_H = 51.40(0.6)(1.0) = \mathbf{30.84}\ \text{kN/полоса}$$

2 Сечение с коррозией и несущая способность

$$t_{eff} = 6 - 0.025(50) = 4.75\ \text{mm} \quad (1.25\ \text{mm потери})$$

$$T_{diameter} = w\, t_{eff} f_y = 0.075(0.00475)(240\,000) = \mathbf{85.5}\ \text{kN}$$

$$FS_B = 85.5/30.84 = \mathbf{2.772} \geq 1.80\ \checkmark$$

3 Требуемая толщина (с восстановлением припуска на коррозию)

$$t_{req} = \frac{1.8(30.84)}{0.075(240\,000)} + rn = 3.084 + 1.25 = \mathbf{4.33}\ \text{mm}$$

FS_B = **2.77** ≥ 1.80: полоса толщиной 6 mm достаточна; требуемая толщина **4.33 mm**. Критический уровень — подошва (k = 17).

Проверить решение в GeoTerva ↗

Трение за поверхностью обрушения

ТЕОРИЯ

Не разорвавшийся ярус арматуры всё же может быть **выдернут** из засыпки. За поверхностью обрушения засыпка удерживает арматуру трением по обеим её граням; трение равно вертикальному напряжению над ярусом, умноженному на коэффициент, мобилизуемый арматурой:

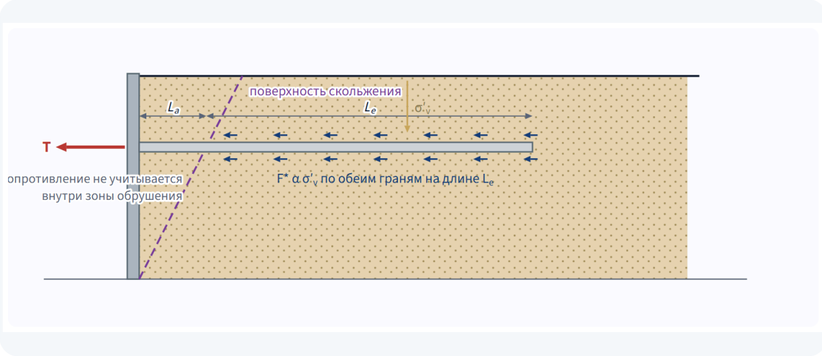
$$P_r = 2R_c\,F^*\alpha\,\sigma'_v\,L_e \qquad FS_P = \frac{P_r}{T} \qquad L_{req} = L_a + \frac{FS_P\,T}{2R_c F^*\alpha\,\sigma'_v}$$

F* — коэффициент сопротивления выдергиванию: для лент tan φ′ (нижняя граница), для геосинтетики ⅔ tan φ′ (нижняя граница, принятая в модуле; определяется испытанием на выдергивание). **α** — масштабный эффект: ленты 1.0, георешётка 0.8, геотекстиль 0.6.

R_c — коэффициент охвата: для полосы — ширина полосы w (на одну полосу), для георешётки — C_r (на 1 m стены), для сплошного покрытия — 1. **σ'_v** — вертикальное напряжение в зоне сопротивления: $\gamma_1 z$ + постоянная пригрузка; **временная нагрузка не учитывается** (она не удерживает).

У полос T и P_r растут с глубиной: по методу источника требуемая эффективная длина одинакова на каждом ярусе; в упрощённом методе верхние ярусы воспринимают в K_r/K_a раз большее растяжение, и эффективная длина увеличивается в том же отношении.

Соединение: растягивающее усилие T_{max} передаётся на лицевую панель; прочность вводится по результатам испытаний соединений и проверяется с коэффициентом разрыва.



Условие

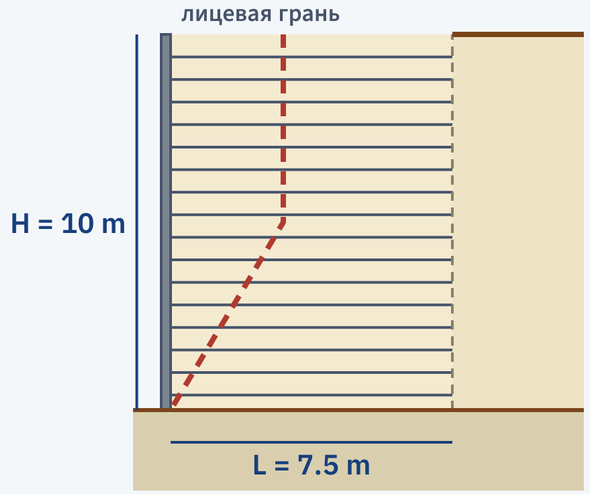
ПРИМЕР

Дано

Полоса и грунт	**Стена из примеров 1–3;** $F^* = \tan 36^\circ = 0.727$, $\alpha = 1$; $FS_P \geq 1.5$
Уровни	**z = 0.6 m (1-й ярус) и остальные ярусы**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

На уровне 1 **P_r**, **FS_P**, требуемая длина **L_{req}**; сводка по всем уровням.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Уровень 1 (z = 0.6 m): $K_r/K_a = 1.65$; $\sigma'_h = 4.24$ kPa

$$T = \sigma'_h S_V S_H = 4.24(0.6) = 2.54 \text{ kN} \qquad L_a = 0.3H = 3.00, \quad L_e = 4.50 \text{ m}$$

$$P_r = 2(0.075)(0.727)(1.0)(9.9)(4.50) = \mathbf{4.86} \text{ kN}$$

$$FS_P = \frac{4.86}{2.54} = \mathbf{1.908} \geq 1.5 \checkmark$$

2 Требуемая длина: $L_{req} = L_a + FS_P T/(F^* \alpha \, \sigma'_v \cdot 2w)$

$$L_{req} = 3.00 + \frac{1.5(2.54)}{0.727(1)(9.9)(2)(0.075)} = 3.00 + 3.54 = \mathbf{6.54} \text{ m}$$

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

3 Сводка по всем уровням

Уровень	z (m)	T (kN)	L_a	L_e	P_r (kN)	FS_P	L_{req} (m)
1	0.6	2.54	3.00	4.50	4.86	1.91	6.54
2	1.2	4.93	3.00	4.50	9.71	1.97	6.43
5	3.0	11.18	3.00	4.50	24.28	2.17	6.11
10	6.0	18.51	2.40	5.10	55.02	2.97	4.97
17	10.0	30.84	0.00	7.50	134.86	4.37	2.57

Наименьший запас по выдергиванию — **FS_P = 1.91 на ярусе 1** (требуется 1.5); наибольшая требуемая длина — **6.54 m** (достаточно L = 7.5 m). На верхнем ярусе растяжение мало, но поскольку мало и σ'_v, запас по выдергиванию наименьший именно там.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Блок представляет собой гравитационную подпорную стену

ТЕОРИЯ

Армированный блок, обеспечивающий внутреннюю устойчивость, — это **грунтовый блок размерами L × H**, удерживающий засыпку за собой. Удерживаемая засыпка (γ_b, φ'_b) давит на вертикальную заднюю грань блока с активным распором по Rankine; пригрузка добавляет дополнительный распор:

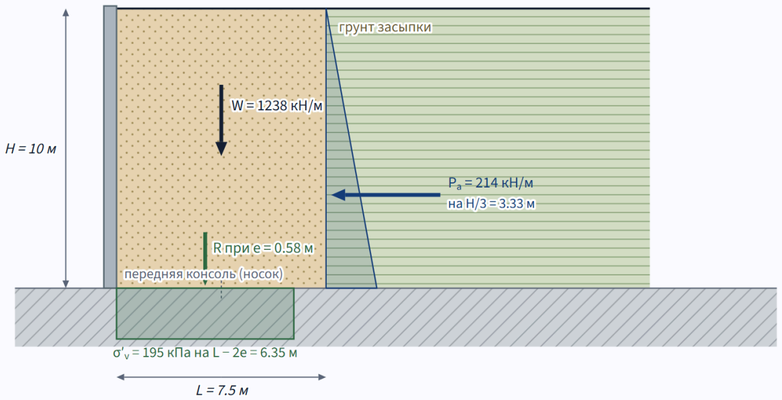
$$P_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma_b H^2 \ \ (H/3) \qquad P_q = K_a\, q\, H \ \ (H/2) \qquad W = \gamma_1 H L \ \ (L/2)$$

$$FS_{ot} = \frac{M_R}{M_o} = \frac{W\, L/2}{P_a H/3 + P_q H/2} \qquad x_R = \frac{M_R - M_o}{\Sigma V} \qquad e = \frac{L}{2} - x_R$$

Удерживают: вес блока и **постоянная** пригрузка. **Временная нагрузка не удерживает**, так как при действии распора она может отсутствовать (только нагрузки).

Одна и та же проверка читается в двух формах: **отношение моментов** ($FS_{ot} \geq 2$) и положение равнодействующей: **e ≤ L/6**, чтобы подошва целиком оставалась сжатой (при землетрясении — L/3).

Облицовка и заглублённая часть перед ней не включаются в удерживающий вес (в запас надёжности).



Условие

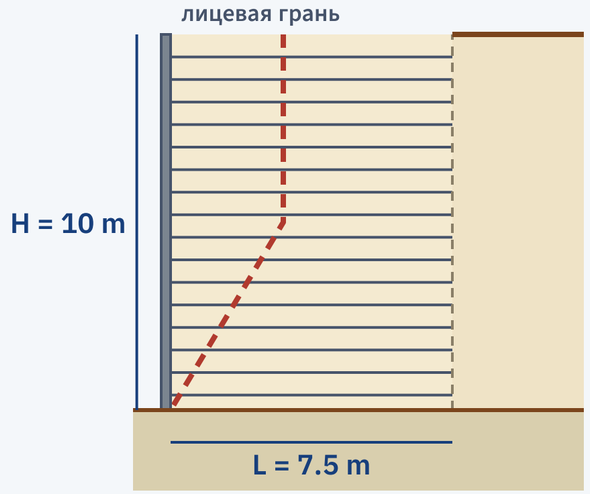
ПРИМЕР

Дано

Блок	$H = 10$ **m,** $L = 7.5$ **m; армированная засыпка** $\gamma_1 = 16.5$ **kN/m³**
Удерживаемая засыпка	**тот же грунт (**$\gamma_b = 16.5$**,** $\varphi'_b = 36°$**); пригрузки нет**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

P_a и M_O; **W** и M_R; **FS_{ot}**; положение равнодействующей x_R и **e** (предел L/6).



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Активный распор (K_a = 0.2596) и опрокидывающий момент

$$P_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma_b H^2 = \tfrac{1}{2}(0.2596)(16.5)(10)^2 = \mathbf{214.18}\ \text{kN/m}$$

$$M_o = P_a\, H/3 = 214.18(3.333) = \mathbf{713.9}\ \text{kN·m/m}$$

2 Вес блока и удерживающий момент

$$W = \gamma_1 H L = 16.5(10)(7.5) = \mathbf{1{,}237.5}\ \text{kN/m}$$

$$M_R = W\, L/2 = 1{,}237.5(3.75) = \mathbf{4{,}640.6}\ \text{kN·m/m}$$

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

3 Опрокидывание и положение равнодействующей

$$FS_{ot} = M_R / M_o = 4{,}640.6 / 713.9 = \mathbf{6.50} \;\geq 2.0 \;\checkmark$$

$$x_R = (M_R - M_o)/\Sigma V = (4{,}640.6 - 713.9)/1{,}237.5 = 3.173 \text{ m}$$

$$e = L/2 - x_R = 3.75 - 3.173 = \mathbf{0.577} \text{ m} \;\leq L/6 = 1.25 \;\checkmark$$

Коэффициент запаса против опрокидывания **6.50** (≥ 2.0); равнодействующая смещена от середины подошвы к носку лишь на **0.58 m**: подошва целиком находится под сжатием (e ≤ L/6 = 1.25 m).

Проверить решение в GeoTerva ↗

Трение по подошве

ТЕОРИЯ

Если распор превышает трение по подошве, блок скользит по своей подошве. **Источник** принимает трение с k ≈ ⅔, как для бетонной стенки, опирающейся на грунт; однако по подошве армированного блока **грунт опирается на грунт**: на практике за основу берётся угол трения **более слабого** из двух грунтов — армированной засыпки и грунта основания. Модуль сохраняет коэффициент ⅔, выбирает более слабый грунт и не учитывает сцепление грунта основания:

$$FS_{sl} = \frac{\Sigma V \, \tan\left(\frac{2}{3}\varphi'_{min}\right)}{\Sigma H} \qquad \varphi'_{min} = \min\left(\varphi'_1, \varphi'_2\right)$$

ΣH: распор удерживаемой засыпки и (при наличии) распор от пригрузки; ΣV: вес блока и постоянная пригрузка. **Временная нагрузка учитывается в распоре, но не входит в ΣV.**

Путь, принятый в источнике (только засыпка, φ'_1), также рассчитывается; если грунт основания слабый, значение модуля меньше и **является определяющим**.

Сдвиг устраняется расширением блока (ΣV растёт линейно с L); длина, кроме того, улучшает условия по выдергиванию и эксцентриситет.

ТРЕБУЕМЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ ЗАПАСА

Проверка	Статика (требуется)	Сейсмическое воздействие (требуемое, 75%)
Разрыв FS_B	1.80	1.35
Выдергивание FS_P	1.50	1,125
Опрокидывание FS_{ot}	2.00	1.50
Эксцентриситет e	≤ L/6	≤ L/3
Сдвиг FS_{sl}	1.50	1,125
Несущая способность FS_{bc}	2.50	1,875

Сейсмические значения составляют 75 % статических (по эксцентриситету: L/6 → L/3). Временная нагрузка сохраняется в обоих случаях.

Условие

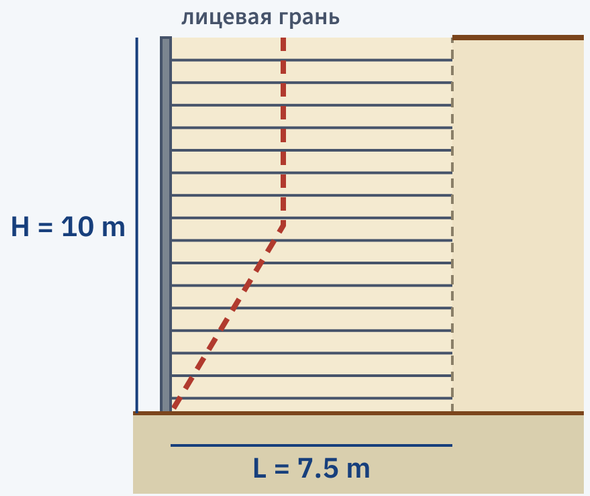
ПРИМЕР

Дано

Блок	**Блок из примера 5 ($\Sigma V = 1\,237.5$ kN/m, $\Sigma H = P_a = 214.18$ kN/m)**
Грунты	**армированная засыпка $\varphi'_1 = 36^\circ$; грунт основания $\varphi'_2 = 28^\circ$ ($c'_2 = 50$ kPa, сцепление не учитывается)**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

FS_{sl} по трению по подошве; сравнение с подходом первоисточника (только засыпка).



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Слабый грунт: φ'_{min} = min(36°, 28°) = 28° (грунт основания)

$$\tan\left(\tfrac{2}{3}\cdot 28^\circ\right) = \tan 18.67^\circ = 0.3378$$

$$R = \Sigma V \tan(\ldots) = 1{,}237.5(0.3378) = 418.1 \text{ kN/m}$$

$$FS_{sl} = \frac{R}{\Sigma H} = \frac{418.1}{214.18} = \mathbf{1.952} \;\geq 1.5 \;\checkmark$$

2 Путь источника (только засыпка, φ'_1 = 36°)

$$\tan\left(\tfrac{2}{3}\cdot 36^\circ\right) = \tan 24^\circ = 0.4452$$

$$FS_{sl} = \frac{1{,}237.5(0.4452)}{214.18} = \mathbf{2.572}$$

Поскольку грунт основания слабее, коэффициент запаса против сдвига равен **1.95** (2.57 по методике источника): модуль принимает за определяющее **меньшее** значение; оно выше требуемого 1.5.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Блок грунта основания воспринимает нагрузку как ленточный фундамент

ТЕОРИЯ

Источник сопоставляет несущую способность фундамента шириной L на поверхности грунта, без члена глубины, с вертикальным напряжением на уровне подошвы. Общие коэффициенты несущей способности (Vesic): $N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45° + \varphi'/2)$, $N_c = (N_q - 1)\cot \varphi'$, $N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \varphi'$:

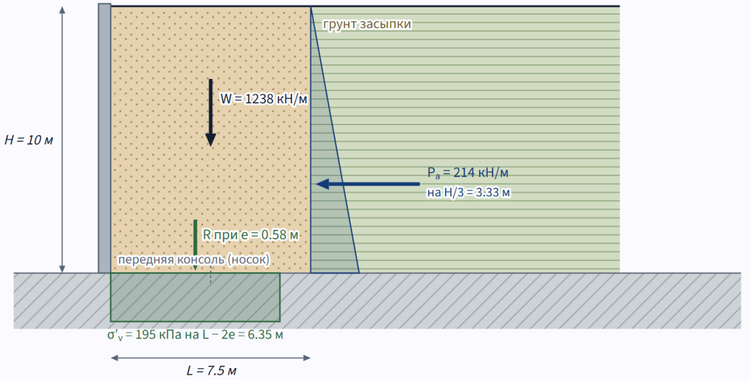
$$q_u = c_2' N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L N_\gamma \qquad FS_{bc} = \frac{q_u}{\sigma_o'}, \quad \sigma_o' = \gamma_1 H + q_D$$

Применение (FHWA/AASHTO): равнодействующая находится не в центре (e), давление у носка больше среднего; поэтому вся вертикальная нагрузка равномерно распределяется по **эффективной ширине по Meyerhof** L′ = L − 2e, и рассчитывается несущая способность фундамента такой ширины:

$$L' = L - 2e \qquad \sigma_v' = \frac{\Sigma V}{L'} \qquad q_u = c_2' N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L' N_\gamma \qquad FS_{bc} = \frac{q_u}{\sigma_v'}$$

Давление больше, фундамент уже: коэффициент запаса по Meyerhof ниже; модуль **рассчитывает оба варианта и принимает меньший** в качестве определяющего.

Эта страница посвящена кратковременной проверке (без порового давления); общая устойчивость и осадка в модуль не входят.



Условие

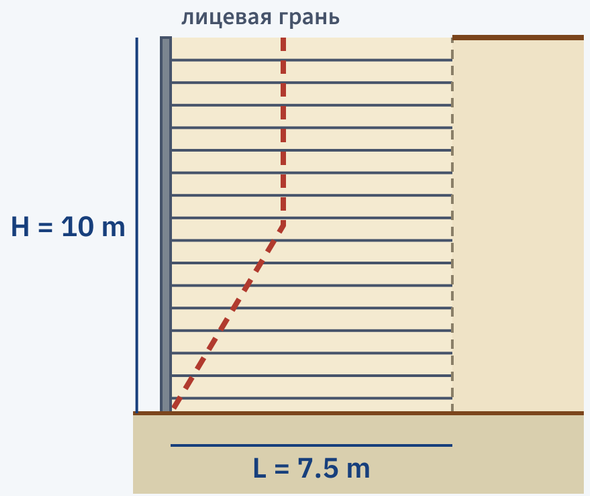
ПРИМЕР

Дано

Блок	**Блок в Примере 5:** $\Sigma V = 1\,237.5$ **kN/m,** $e = 0.577$ **m**
Грунт основания	$\varphi'_2 = 28^\circ$**,** $c'_2 = 50$ **kPa,** $\gamma_2 = 17.3$ **kN/m³**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

FS_{bc} по подходу источника, **FS_{bc}** с эффективной шириной по Meyerhof; какое из значений определяющее.



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Коэффициенты (Vesic, $\varphi'_2 = 28°$): $N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45° + \varphi'/2)$, $N_c = (N_q - 1)\cot \varphi'$, $N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \varphi'$

$$N_q = 14.72 \qquad N_c = 25.80 \qquad N_\gamma = 16.72$$

2 Подход первоисточника (ширина $L = 7.5$ m, $\sigma'_o = \gamma_1 H = 165$ kPa)

$$q_u = 50(25.80) + \tfrac{1}{2}(17.3)(7.5)(16.72) = 2{,}375 \text{ kPa} \qquad FS_{bc} = 2{,}375/165 = \mathbf{14.39}$$

3 Эффективная ширина по Meyerhof ($e = 0.577$ m)

$$L' = 7.5 - 2(0.577) = 6.346 \text{ m} \qquad \sigma'_v = \Sigma V / L' = 1{,}237.5/6.346 = 195 \text{ kPa}$$

$$q_u = 50(25.80) + \tfrac{1}{2}(17.3)(6.346)(16.72) = 2{,}208 \text{ kPa}$$

$$FS_{bc} = 2{,}208/195 = \mathbf{11.32} \;\geq 2.5 \;\checkmark$$

Расчёт по способу источника даёт **14.39**, с приведённой шириной — **11.32**: поскольку эксцентриситет увеличивает давление и сужает фундамент, **определяющим является значение по Meyerhof**; оба значения намного выше 2.5.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Условие

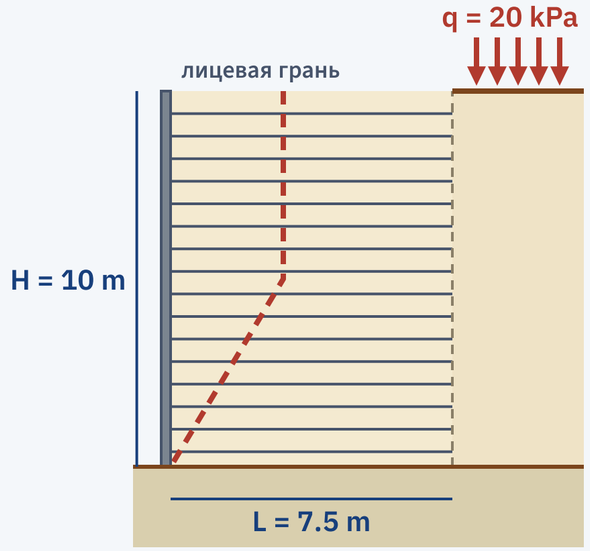
ПРИМЕР

Дано

Стена	**Стена из примеров 1–7 (H = 10 m, L = 7.5 m, полосы)**
Нагрузка	**временная распределённая пригрузка $q_L = 20$ kPa поверх стены (над блоком и позади него)**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

На уровне 1 — **FS_P**; у основания — **T_{max}**, FS_B; внешние проверки (распор, опрокидывание, сдвиг, несущая способность).



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Уровень 1 (z = 0.6 m): пригрузка увеличивает боковое напряжение, но не увеличивает сопротивление выдергиванию

$$\sigma'_h = K_r\left(\gamma_1 z + q_L\right) = 0.4284(9.9 + 20) = 12.81 \text{ kPa} \quad T = 12.81(0.6) = 7.68 \text{ kN}$$

$$P_r = 4.86 \text{ kN} \quad (\sigma'_v = \gamma_1 z = 9.9 \text{ kPa; временная нагрузка не учитывается})$$

$$FS_P = \frac{4.86}{7.68} = \mathbf{0.632} \ < 1.5 \ \text{✗}$$

2 Низ: наибольшее растяжение и разрыв

$$\sigma'_h = 0.3115(165 + 20) = 57.63 \text{ kPa} \quad T_{max} = 57.63(0.6) = 34.58 \text{ kN}$$

$$FS_B = \frac{85.5}{34.58} = \mathbf{2.47} \ \geq 1.8 \ \text{✓} \qquad L_{req} = 13.68 \text{ m} \ > 7.5 \ \text{✗}$$

На уровне 1 при росте растягивающего усилия с 2.54 до **7.68 kN** сопротивление выдергиванию **остаётся прежним**: FS_P 1.91 → **0.63**. Запас по разрыву достаточен (2.47), но требуемая длина возрастает до 13.68 m: временная нагрузка **нагружает, а не удерживает**.

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

3 Внешние проверки: сила давления возрастает; в вес не включается

$$P_q = K_a q_L H = 0.2596(20)(10) = 51.92 \text{ kN/m} \ \ (H/2) \qquad P_a = 266.11 \text{ kN/m}$$

$$M_o = 713.9 + 51.92(5) = 973.6 \text{ kN·m/m} \qquad W = 1{,}237.5 \text{ kN/m (без временной нагрузки)}$$

$$FS_{ot} = 4{,}640.6/973.6 = \mathbf{4.77} \qquad e = \mathbf{0.787} \text{ m} \ \le 1.25 \ \checkmark$$

4 Сдвиг и несущая способность (при проверке несущей способности временная нагрузка также передаётся на подошву)

$$FS_{sl} = 1{,}237.5(0.3378)/266.11 = \mathbf{1.57} \ \ge 1.5 \ \checkmark$$

$$V = 1\,237.5 + 20(7.5) = 1{,}387.5 \ \Rightarrow \ e_b = 0.702, \ \ L' = 6.10 \text{ m}, \ \ \sigma'_v = 227.6 \text{ kPa}$$

$$q_u = 2{,}172 \text{ kPa} \qquad FS_{bc} = \mathbf{9.54} \ \ge 2.5 \ \checkmark$$

Внешняя устойчивость обеспечена (опрокидывание 4.77, сдвиг 1.57, несущая способность 9.54), но **выдергивание не выполняется** (FS_P = 0.63): в стене с временной нагрузкой определяющей становится длина армирования верхних ярусов.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Динамический распор, инерция блока и инерция активной зоны

ТЕОРИЯ

Землетрясение (псевдостатический расчёт, k_h; $k_v = 0$) добавляет три силы: динамический распор удерживаемой засыпки (Mononobe–Okabe), инерцию армированного блока и **инерцию активной зоны**, удерживаемой арматурой:

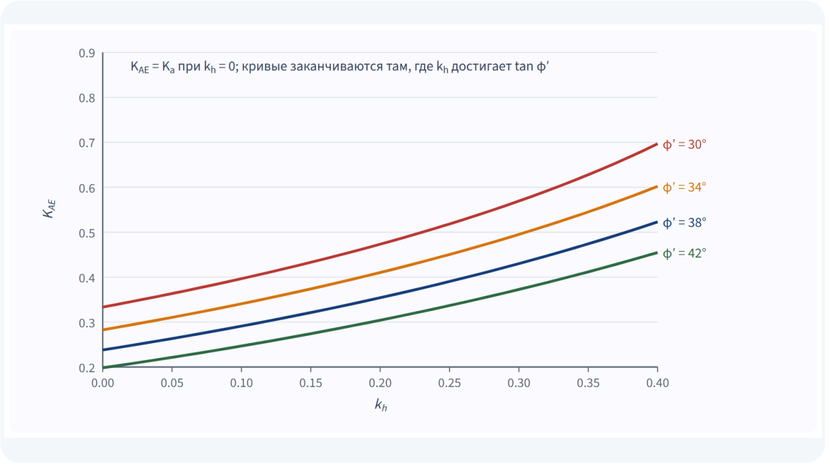
$$\psi = \tan^{-1} k_h \qquad K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi'_b - \psi)}{\cos^2\psi \left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin\varphi'_b \sin(\varphi'_b - \psi)}{\cos\psi}}\right]^2}$$

$$\Delta P_{AE} = \tfrac{1}{2}\gamma_b H^2 (K_{AE} - K_a) \;\; (0.6H) \qquad P_{IR} = \tfrac{1}{2} k_h \gamma_1 H^2 \;\; (H/2) \qquad P_i = k_h W_a \;\Rightarrow\; T_{md} = P_i \frac{L_e}{\Sigma L_e}$$

Принимается **половина** ΔP_{AE} (распор и инерция не достигают максимальных значений одновременно); P_{IR} — только для блока шириной 0.5H за лицевым элементом. Пригрузка не создаёт силы инерции.

Внешние проверки: $\Sigma H = P_a + ½\Delta P_{AE} + P_{IR}$; $e \le L/3$; коэффициенты запаса составляют 75% от статических.

Внутренние проверки: каждый ярус повторно проверяется на разрыв при $T + T_{md}$ и на выдергивание при **80%** от F*; временная нагрузка сохраняется такой же, как в статическом случае.



Условие

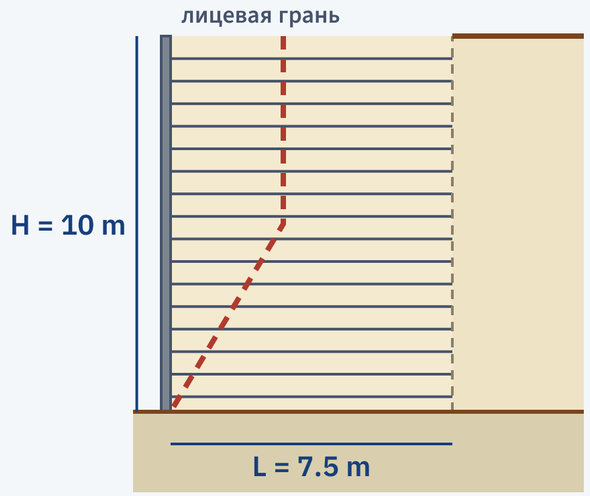
ПРИМЕР

Дано

Стена	**Стена из примеров 1–7; нагрузки на поверхности грунта нет**
Землетрясение	**$k_h = 0.15$ ($k_v = 0$); требуемый FS составляет 75% от статического; $e \leq L/3$; при выдергивании F^* составляет 80% от статического**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

K_{AE}, ΔP_{AE}, P_{IR}; внешние проверки; инерция активной зоны и проверка каждого уровня на разрыв и выдергивание при **$T + T_{md}$**.



Решение (1/4)

РЕШЕНИЕ

1 Сейсмический угол и коэффициент

$$\psi = \tan^{-1} 0.15 = 8.53^\circ \qquad \sqrt{\sin 36^\circ \sin(27.47^\circ)/\cos 8.53^\circ} = 0.5236$$

$$K_{AE} = \cos^2(27.47^\circ)/\left[\cos^2 8.53^\circ (1+0.5236)^2\right] = \mathbf{0.3468} \quad (K_a = 0.2596)$$

2 Приращение динамического распора, инерция блока и суммарная горизонтальная сила

$$\Delta P_{AE} = \tfrac{1}{2}(16.5)(10)^2(0.3468 - 0.2596) = \mathbf{71.89}\ \text{kN/m} \ \ (6.0\ \text{m})$$

$$P_{IR} = \tfrac{1}{2}(0.15)(16.5)(10)^2 = \mathbf{123.75}\ \text{kN/m} \ \ (5.0\ \text{m})$$

$$P_s = 214.18 + \tfrac{1}{2}(71.89) + 123.75 = \mathbf{373.88}\ \text{kN/m}$$

3 Опрокидывающий момент

$$M_{o,E} = 214.18(3.333) + 35.94(6.0) + 123.75(5.0)$$

$$= 713.9 + 215.7 + 618.8 = \mathbf{1{,}548.4}\ \text{kN}\cdot\text{m/m}$$

Решение (2/4)

РЕШЕНИЕ

4 Опрокидывание и эксцентриситет (предел L/3 = 2.50 m)

$$FS_{ot,E} = 4{,}640.6/1{,}548.4 = \mathbf{3.00} \ \geq 1.5 \ \checkmark$$

$$x_R = (4{,}640.6 - 1{,}548.4)/1{,}237.5 = 2.499 \text{ m} \qquad e = 3.75 - 2.499 = \mathbf{1.251} \text{ m} \ \leq 2.50 \ \checkmark$$

5 Сдвиг (без лобового сопротивления)

$$FS_{sl,E} = 1{,}237.5(0.3378)/373.88 = 418.1/373.88 = \mathbf{1.118} \ < 1.125 \ \ X$$

6 Несущая способность (Meyerhof)

$$L' = 7.5 - 2(1.251) = 4.998 \text{ m} \qquad \sigma'_v = 1{,}237.5/4.998 = 247.6 \text{ kPa}$$

$$q_u = 50(25.80) + \tfrac{1}{2}(17.3)(4.998)(16.72) = 2{,}013 \text{ kPa} \quad FS_{bc,E} = \mathbf{8.13} \ \geq 1.875 \ \checkmark$$

Решение (3/4)

РЕШЕНИЕ

7 Инерция активной зоны и распределение по ярусам

$$W_a = \gamma_1 A_a = 16.5(22.50) = 371.25 \text{ kN/m} \qquad P_i = 0.15(371.25) = 55.69 \text{ kN/m}$$

$$T_{md} = P_i L_e / \Sigma L_e \qquad \Sigma L_e = 91.5 \text{ m} \quad (17 \text{ уровень})$$

8 Уровень 1 (z = 0.6 m, L_e = 4.50 m): усилие разрыва и выдергивание

$$T_{md} = 55.69(4.50)/91.5 = 2.739 \text{ kN} \qquad T + T_{md} = 2.54 + 2.739 = 5.283 \text{ kN}$$

$$P_{r,E} = 0.8(4.855) = 3.884 \text{ kN} \quad (F^* \text{ 80\% от статического})$$

$$FS_{P,E} = 3.884/5.283 = \mathbf{0.735} \; < 1.125 \quad ✗$$

9 Уровень 17 (основание, L_e = 7.50 m): разрыв

$$T_{md} = 55.69(7.50)/91.5 = 4.565 \text{ kN} \qquad FS_{B,E} = 85.5/(30.84 + 4.565) = \mathbf{2.415} \; \geq 1.35 \; ✓$$

Решение (4/4)

РЕШЕНИЕ

10 Сводка результатов (k_h = 0.15)

Проверка	Статический	Землетрясение	Требуется (статика / землетрясение)	Заключение (землетрясение)
Разрыв FS_B (наименьший)	2.77	2.41	1.80 / 1.35	Выполняется
Выдергивание FS_P (наименьшее)	1.91	**0.74**	1.50 / 1,125	**Не выполняется** (уровень 1)
Опрокидывание FS_{ot}	6.50	3.00	2.00 / 1.50	Выполняется
Эксцентриситет e (m)	0.58	1.25	≤ 1.25 / ≤ 2.50	Выполняется
Сдвиг FS_{sl}	1.95	**1.118**	1.50 / 1,125	**Не выполняется** (на пределе)
Несущая способность FS_{bc}	11.32	8.13	2.50 / 1,875	Выполняется

Землетрясение снижает **выдергивание ($FS_{P,E}$ = 0.74) и сдвиг ($FS_{sl,E}$ = 1.12)** ниже требуемого значения; опрокидывание, эксцентриситет, несущая способность основания и разрыв армирующих элементов проверки выдерживают. На верхних ярусах растягивающее усилие невелико, но так как σ'_v тоже мало, **выдергивание — самое слабое звено**: длину армирующих элементов необходимо увеличить (Пример 10).

Проверить решение в GeoTerva ↗

Условие

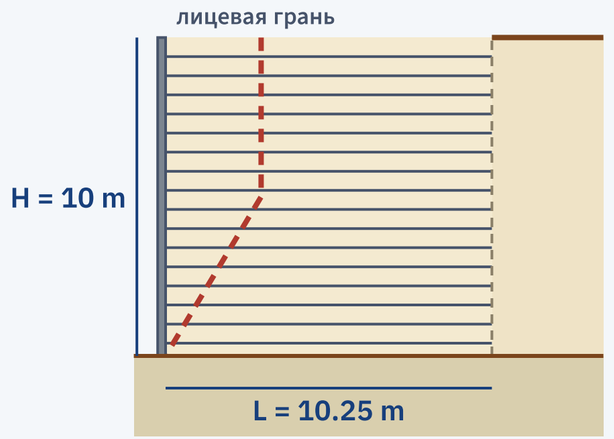
ПРИМЕР

Дано

Начальное	**Пример 9: выдергивание ($FS_{P,E} = 0.74$) и сдвиг ($FS_{sl,E} = 1.12$) не обеспечиваются при сейсмическом воздействии**
Переменная	**длина армирующей полосы L (увеличивается с шагом 0.25 m); S_V, S_H, сечение полосы и засыпка остаются прежними**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Наименьшее L: должны выполняться сейсмические проверки ($FS_{P,E} \geq 1.125$; $FS_{sl,E} \geq 1.125$; $e \leq L/3$); **таблица L**.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Коэффициенты запаса по мере увеличения длины (полужирным: ниже требуемого значения)

L (m)	$FS_{P,E}$ (≥ 1,125)	$FS_{sl,E}$ (≥ 1,125)	e_E / (L/3) (m)	Статический FS_P	Статический FS_{sl}	Статический FS_{bc}
7.5	**0.735**	**1.118**	1.25 / 2.50	1.91	1.95	11.32
8.5	**0.884**	1.267	1.10 / 2.83	2.33	2.21	12.65
9.5	**1.033**	1.416	0.99 / 3.17	2.76	2.47	13.87
10.5	1.182	1.565	0.89 / 3.50	3.18	2.73	15.02
11.5	1.331	1.715	0.82 / 3.83	3.60	2.99	16.11
12.5	1.480	1.864	0.75 / 4.17	4.03	3.25	17.16

При L = 7.5 m выдергивание (0.74) и сдвиг (1.12) обеспечены недостаточно; **определяющим является выдергивание**: даже при L = 9.5 m имеем 1.03 < 1.125. С увеличением длины растут и эффективная длина L_e (выдергивание), и вес блока (сдвиг, эксцентриситет).

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

2 Наименьшая длина с шагом 0.25 m: L = 10.25 m

$$FS_{P,E} = 1.145 \geq 1.125 \checkmark \qquad FS_{sl,E} = 1.528 \geq 1.125 \checkmark$$

$$e_E = 0.916 \leq \frac{L}{3} = 3.42 \text{ m} \checkmark \qquad FS_{ot,E} = 5.60 \quad FS_{bc,E} = 12.48$$

3 Статический случай при этой длине (проверка)

$$FS_P = 3.07 \quad FS_{sl} = 2.67 \quad FS_{ot} = 12.14 \quad e = 0.422 \text{ m} \quad FS_{bc} = 14.74$$

Для землетрясения требуется **L = 10.25 m** (≈ 1.02 H); статические коэффициенты запаса при такой длине очень велики. Того же результата можно добиваться и более частым расположением армирования (S_V, S_H) либо более широкими полосами / армирующими элементами с покрытием; длина — наиболее прямой фактор.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Условие

ПРИМЕР

Дано

Геосетка	$T_{ult} = 150$ **kN/m;** $RF_{id} = 1.2$**,** $RF_{cr} = 2.5$**,** $RF_{cbd} = 1.25$**; нагрузка от покрытия** $C_r = 0.8$**;** $S_V = 0.6$ **m**
Выдергивание	$F^* = \frac{2}{3}\tan 36°$**,** $\alpha = 0.8$**; поверхность разрушения по Rankine (**$K_r = K_a$**);** $FS_B \geq 1.8$**,** $FS_P \geq 1.5$

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

T_{all}, T_{cap}, T_{max} (на метр стены), **FS_B**, требуемый S_V; на уровне 1 — **FS_P** и L_{req}.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Долговременная прочность и несущая способность

$$RF = 1.2(2.5)(1.25) = 3.75 \qquad T_{all} = \frac{T_{ult}}{RF} = \frac{150}{3.75} = 40.0 \text{ kN/m}$$

$$T_{diameter} = T_{all} C_r = 40.0(0.8) = 32.0 \text{ kN/m}$$

2 Растяжение и разрыв ($K_r = K_a$)

$$\sigma'_h(H) = K_a(165) = 42.84 \text{ kPa} \qquad T_{max} = 42.84(0.6) = 25.70 \text{ kN/m}$$

$$FS_B = \frac{32.0}{25.70} = \mathbf{1.245} < 1.8 \quad ✗ \qquad S_{V,req} = \frac{T_{all} C_r}{\sigma'_h FS_B} = \frac{32.0}{42.84(1.8)} = \mathbf{0.415} \text{ m}$$

Принятый шаг (0.6 m) слишком велик: коэффициент запаса по разрыву 1.25 < 1.8; требуемый шаг **$S_V \le 0.415$ m** (либо более прочная геосетка).

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

3 Уровень 1 (z = 0.6 m): поверхность Rankine

$$L_a = (H - z)/\tan 63^\circ = 4.79 \text{ m} \qquad L_e = 7.5 - 4.79 = 2.71 \text{ m}$$

$$\sigma'_h = K_a(9.9) = 2.57 \text{ kPa} \qquad T = 2.57(0.6) = 1.542 \text{ kN/m}$$

4 Выдергивание (на погонный метр стены, $R_c = C_r = 0.8$)

$$F^* = \tfrac{2}{3}\tan 36^\circ = 0.4844$$

$$P_r = 2C_r F^* \alpha \sigma'_v L_e = 2(0.8)(0.4844)(0.8)(9.9)(2.71) = 16.64 \text{ kN/m}$$

$$FS_P = 16.64/1.542 = \mathbf{10.79} \ \geq 1.5 \ \checkmark \qquad L_{req} = L_a + \frac{1.5\,T}{2C_r F^* \alpha \sigma'_v} = \mathbf{5.17} \text{ m}$$

В геосинтетике сопротивление выдергиванию обеспечено с большим запасом (FS_P = 10.79), необходимая длина определяется призмой обрушения Rankine: **L_{req} = 5.17 m** (< 7.5 m). Определяющим является **разрыв**: он регулируется расчётной прочностью и шагом.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Условие

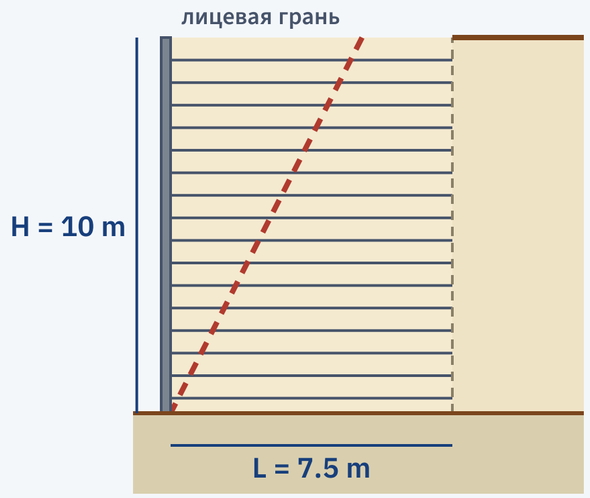
ПРИМЕР

Дано

Стена	**H = 10 m, L = 7.5 m, $S_V = 0.6$ m; засыпка $\varphi_1' = 36^\circ$; тот же грунт основания**
Случаи	**упрощённый метод, подход Rankine по источнику, временная нагрузка, полосовая нагрузка, геосетка, короткая арматура**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Записать рядом **коэффициенты запаса** для семи случаев и интерпретировать различия.



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Одна и та же стена, семь случаев (статика)

Состояние	FS_B	FS_P	L_{req} (m)	FS_{ot}	e (m)	FS_{sl}	FS_{bc}
Начальный пример: упрощённый метод, отсеки, L = 7.5 m	2.77	1.91	6.54	6.50	0.58	1.95	11.32
Подход Rankine в источнике (те же полосы)	3.33	1.90	6.93	6.50	0.58	1.95	11.32
Подход Rankine, L = 13.5 m	3.33	6.09	6.93	21.06	0.32	3.51	18.18
Временная пригрузка q_L = 20 kPa	2.47	0.63	13.68	4.77	0.79	1.57	9.54
Полосовая нагрузка 60 kPa (a′ = 2 m, b′ = 1 m)	2.74	1.32	8.13	3.66	1.14	1.55	7.87
Геосетка 150 kN/m (Rankine, α = 0.8)	1.25	10.79	5.17	6.50	0.58	1.95	11.32
Полосы L = 7 m (0.7H)	2.77	1.70	6.54	5.66	0.62	1.82	10.60

Подход Rankine использует K_a у основания: растягивающее усилие невелико (T_{max} 25.7 kN), запас по разрыву высок (3.33), но необходимая длина вверху составляет 6.93 m. **Временная нагрузка** снижает каждый коэффициент запаса (FS_P 0.63: под нагрузкой не удерживается); **полосовая нагрузка** снижает его меньше (FS_P 1.32), так как, находясь на блоке, противодействует как вес. В геосетке запас по выдергиванию велик, **ограничивающим является разрыв** (FS_B 1.25). При L = 7 m армирующие полосы по-прежнему достаточны (FS_P 1.70, e = 0.62 m).

Проверить решение в GeoTerva ↗

Объём решения

ТЕОРИЯ

Засыпка — свободно дренирующий несвязный грунт (порового давления нет); грунтовых вод в стене или за ней и наклонной обратной засыпки над стеной **нет**.

Уровни расположены на глубинах S_V, $2S_V$, ...; единая длина армирующих элементов, трапециевидное сечение и уровни разной длины не моделируются. Стержневые и проволочные сетки ($K_r/K_a \geq 2.5$) и изменяющееся с глубиной значение F* ребристых полос не входят в область применения.

Нагрузки: распределённая пригрузка (постоянная/временная) и полосовые нагрузки (Laba–Kennedy; суммируются наложением). Сосредоточенные и линейные нагрузки не моделируются.

Лицевая облицовка нагрузку не воспринимает; соединение проверяется по коэффициенту запаса по разрыву только при заданной прочности; заглублённая часть перед ним не учитывается.

Не проверяются: общая и составная устойчивость (анализ устойчивости откосов), осадка и неравномерная осадка, дренаж, лицевая облицовка, этапы строительства.

Проверки выполняются в форме **допускаемых напряжений** (общие коэффициенты запаса); коэффициенты нагрузок и сопротивлений AASHTO LRFD/GEC 11 не применяются. Для ответственной стены данные изготовителя, общая устойчивость и осадка должны рассматриваться дополнительно.

Резюме

Главное

Армированный грунт: давление грунта воспринимается растяжением армирующих элементов, а трение объединяет грунт и арматуру. Внутренняя устойчивость: разрыв, выдергивание, (соединение); внешняя устойчивость для блока L × H: опрокидывание, сдвиг, несущая способность

Напряжение: $\sigma'_h = K_r\sigma'_v$; для полосовой арматуры $K_r/K_a = 1.7 \rightarrow 1.2$ (до 6 m), для геосинтетики 1. **Растяжение** $T = \sigma'_h S_V S_H$; наибольшее растяжение — в основании

Разрыв: $T_{cap} = w(t - rn)f_y$ (полоса) или $T_{all}C_r$ (геосинтетика); **выдергивание**: $P_r = 2R_cF^*\alpha\sigma'_vL_e$, L_e — участок за поверхностью обрушения (билинейной / Rankine)

Внешние проверки: FS_{ot}, $e \le L/6$, $FS_{sl} = \Sigma V \tan(\frac{2}{3}\varphi'_{min})/\Sigma H$, несущая способность основания (по источнику и по Meyerhof $L' = L - 2e$, принимается меньшее значение)

Временная нагрузка нагружает, а не удерживает: она увеличивает растягивающее усилие и давление, но не входит ни в сопротивление выдергиванию, ни в вес; в примере FS_P 1.91 → 0.63

Землетрясение: ΔP_{AE} (половина, 0.6H), P_{IR}, $P_i \rightarrow T_{md}$; требуемый FS составляет 75% от статического; пример стены **не удовлетворяет условиям по выдергиванию (0.74) и сдвигу (1.12)**, при L = 10.25 m условия выполняются

Геосетка: $T_{all} = T_{ult}/(RF_{id}RF_{cr}RF_{cbd})$; разрыв является определяющим ($S_{V,req}$ = 0.415 m), запас по выдергиванию большой

Список литературы

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning, Boston. Глава 13, разделы от 13.10 до 13.17: армирование грунтов, расчёт стен с металлическими полосами, геотекстилем и георешётками; таблица 4.2 для коэффициентов несущей способности.

Berg, R.R., Christopher, B.R. and Samtani, N.C. (2009). Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Vol. I, FHWA-NHI-10-024. Federal Highway Administration, Washington, D.C.

American Association of State Highway and Transportation Officials (2012). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 6th ed., Section 11.10, Mechanically stabilized earth walls.

Vidal, H. (1966). La terre armée. Annales de l’Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, July–August, 888–938.

Laba, J.T. and Kennedy, J.B. (1986). Reinforced earth retaining wall analysis and design. Canadian Geotechnical Journal, 23(3), 317–326.

Koerner, R.M. (2005). Designing with Geosynthetics, 5th ed. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.

Binquet, J. and Lee, K.L. (1975). Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101(GT12), 1257–1276.

Martin, J.P., Koerner, R.M. and Whitty, J.E. (1984). Experimental friction evaluation of slippage between geomembranes, geotextiles and soils. Proceedings, International Conference on Geomembranes, Denver, 191–196.

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressures during earthquakes. Proceedings, World Engineering Congress, Tokyo, 9, 177–185.

Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, 12(1).

Vesic, A.S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99(SM1), 45–73.

ПРИМЕЧАНИЕ

Все числовые примеры получены собственным расчётным ядром модуля; модуль выдаёт те же значения. Пошаговый пример на странице модуля — тоже эта стена (H = 10 m, оцинкованная полоса 75 × 6 mm, L = 7.5 m, S_V = 0.6 m, S_H = 1.0 m).

GeoTerva

Геотехнические расчёты онлайн

От теории к практике

Введите в GeoTerva высоту своей стены, армирование (полосы, георешётка, геотекстиль), засыпку, пригрузку и сейсмический коэффициент; модуль одновременно выдаёт запасы по разрыву и выдергиванию для каждого уровня, внешние проверки блока и необходимую длину.

Открыть модуль →

Страница теории →

Открыть на телефоне
Для пробных модулей регистрация не требуется.